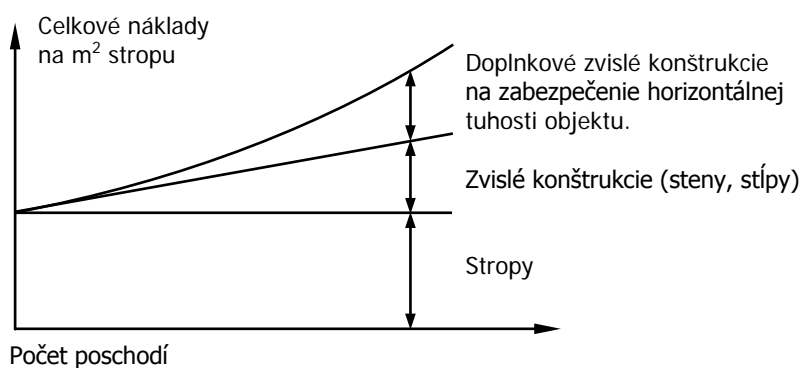


KONCEPČNÝ PRÍSTUP PRI NAVRHOVANÍ DOSKOVÝCH KONŠTRUKCIÍ S NESÚDRŽNOU PREDPÍNACOU VÝSTUŽOU

Milan Chandoga, Jaroslav Halvonik

1. Úvod

Pri zabezpečení požiadavky na funkčnosť a rovnakej spoľahlivosti rôznych typov nosnej konštrukcie objektu, rozhodujúcim faktorom pre výber daného typu investorom sú cenové náklady. Pritom ekonomická účinnosť vybraného systému by nemala zahŕňať len priame náklady spojené s realizovaním stavebného diela ale aj náklady spojené s údržbou počas predpokladanej životnosti a náklady potrebné na odstránenie konštrukcie.



Obr.1 Porovnanie nákladov na výstavbu betónového skeletu

Pri výstavbe betónových skeletových konštrukcií tvoria priame náklady na materiál a debnenie 30~50%. Akákoľvek významnejšia úspora nákladov na výstavbu je teda spojená zásadne s redukciami nákladov na pracovnú silu a vedľajšími nákladmi spojenými s dopravou a zabudovaním materiálu. Grafická analýza celkových nákladov betónovej konštrukcie podľa prvkov je na obr.1 [1]. Pri nízkych objektoch sú náklady na stropné konštrukcie rozhodujúce. Z výškou objektu rastie podiel nákladov na zvislé konštrukcie a zabezpečenie konštrukcie na vodorovné účinky. Na zníženie nákladov výstavby podľa obr.1 má rozhodujúci vplyv cena stropných konštrukcií. Znížiť priame náklady t.j. množstvo zabudovaného materiálu, použitého debnenia a pracovnej sily je snahou každého projektanta a hlavne investora. Primárne ide o odhmotnenie konštrukcie, ktorá sa sekundárne prejaví aj v znížení nákladov na zvislé a základové konštrukcie, ale aj v skrátenom čase výstavby. Zásadné odhmotnenie je riešiteľné len novým typom stropnej konštrukcie. Do tejto skupiny patria aj dodatočne predpäté stropy s nesúdržnou predpínacou výstužou MONOSTRAND. Ich 30-ročná úspešná existencia je založená na veľmi dobrej ekonomike, charakterizovanej menšou spotrebou materiálu, jednoduchším vystužovaním, rýchlejšou obrátkovosťou debnenia a menšou

prácnosťou. Vlastná protikorózna ochrana výstuže umožňuje aplikovať kritéria návrhu pre klasické železobetónové konštrukcie. Okrem toho predpätie dovoľuje vytvárať väčšie rozpätia, prenášať väčšie zaťaženia a poskytuje architektovi väčšiu voľnosť pri využití obostavaného priestoru.

2 Funkcia predpätia

Predpätie poskytuje betónovej konštrukcii:

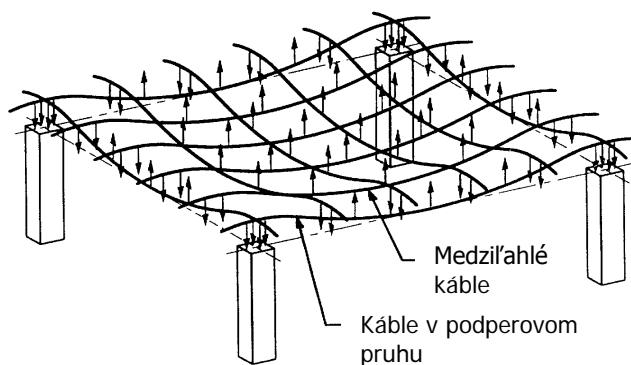
- zdvihové sily ktoré v konvexne zakrivených úsekoch pôsobia proti gravitačnému zaťaženiu, kde pri parabolickom tvare dráhy kábla môžeme tento účinok nahradiť rovnomerným zaťažením s veľkosťou:

$$u_p = \frac{8 h_p}{l^2} P_t \quad (1)$$

- tlakové normálové napätia $\sigma_{bp} = n_p / h_d$. (2)

Na obr.2 je vykreslený ideálny systém predpätia doskovej konštrukcie. Rozhodujúca úloha pri zvládnutí napätosti, resp. priehybu konštrukcie sa prisudzuje káblom v tzv. podperových pruhoch. Tieto káble preberajú podstatnú časť zaťaženia a odovzdajú ho priamo zvislým nosným prvkom – stĺpom, alebo stenám.

Medziláhlé káble sú zavesené na systém podperových káblov a ich dôležitosť nabera na význame hlavne pri zvyšovaní rozpätia dosky a udržaní priehybu v prípustných hodnotách.



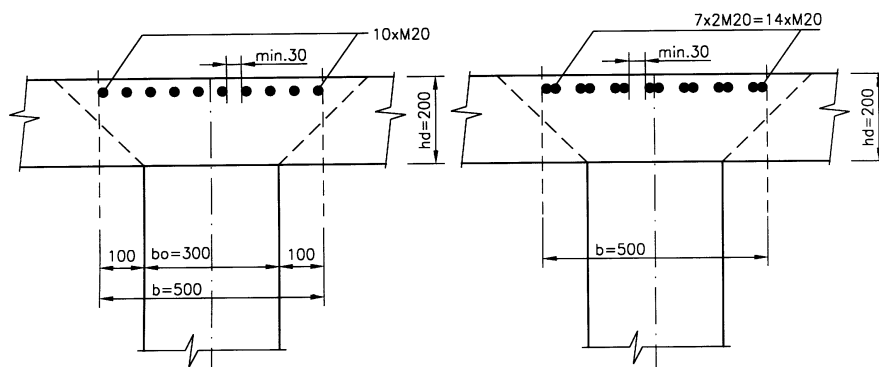
Obr.2 Silové účinky predpätia na dosku

2.1 Podperové káble

Hlavnou funkciou podperových káblov je vytvoriť tzv. aktívny pseudotrámový systém, ktorý bude viazať na seba prevažnú časť zaťaženia dosky a zabezpečiť spoľahlivý prenos tohto zaťaženia do zvislých prvkov konštrukcie. Aby sa minimalizovalo šmykové zaťaženie dosky v uložení nad podperou umiestňujeme ich len v páse šírky $b = b_0 + 2h_d/2$ (obr.3). Pretože ide o veľmi úzky pás do ktorého sa snažíme natlačiť čím viac predpätia, je vhodné laná spájať do skupín. Optimálne je spojenie 2 lán, ale dovoľuje sa spájať 3 až 4 laná (obr.3b). Pri

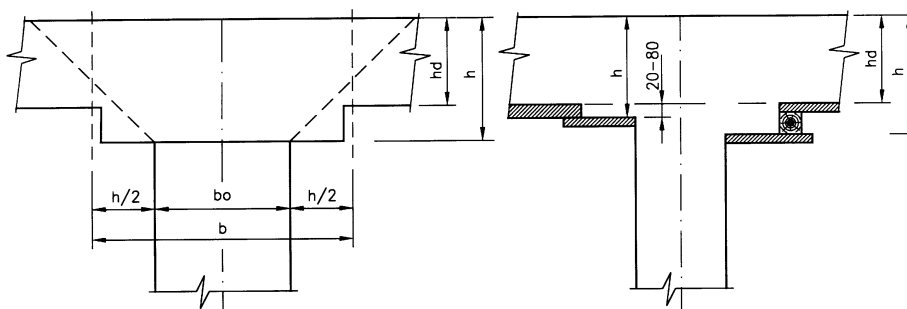
betonáži dbáme aby bol betón nad stĺpom dobre zhutnený, nakoľko konkávny tvar káblov zabraňuje vypudenie vzduchu a zámesovej vody z betónu. Ak ani týmto spôsobom nie sme schopní laná umiestniť v dovolenej šírke „ b “ je možné zväčšiť jej hodnotu lokálnym spôsobom napríklad hlavicou (obr.3c) pričom sa nezvyšuje efektívnosť predpätia v podperových pruhoch. Hlavica okrem toho zvyšuje únosnosť dosky na pretlačenie. Účinnosť predpínacích káblov v podperovom pruhu rastie s ich vzopätím „ e “ preto ak nám to konštrukčné podmienky dovoľujú je možné predĺžiť zväčšenú hrúbku „ h “ po celej dĺžke podperového pásu, t.j. vytvoriť v jednom resp. dvoch smeroch uloženia nízke trámy.

Tento prístup k zvýšeniu efektívnosti predpätia bol použitý pri návrhu stropných dosiek DDR Petržalka a PFC Petržalka (obr.). Prácnosť pri vyhotovení debnenia a vystužovania nebola podstatná a rozdiel ($h-h_d$) sa dal vykryť štandardnou hrúbkou debniaceho dielca resp. hrúbky rezivom (obr.3d).



Obr.3a Umiestnenie káblov v stĺpovom pruhu

Obr.3b Spájanie lán do skupín



Obr.3c Rozšírenie podperného pásu nízkou hlavicou (nízkym trámom)

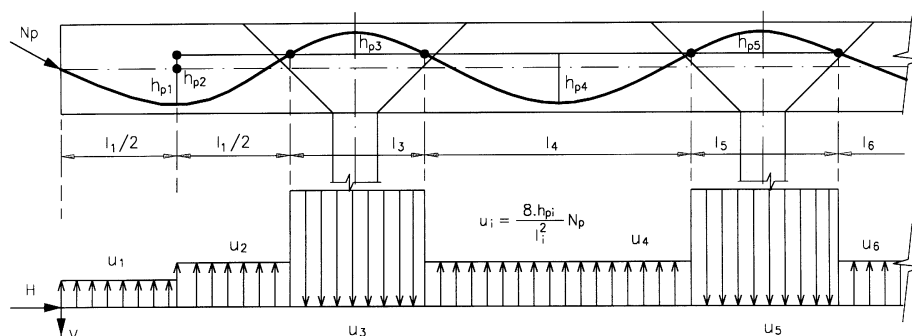
Obr.3d Debnenie nízkej hlavice (trámu)

Z funkcie podperových káblov (obr.2) nám vychádza že ideálny tvar je parabolický (pozri obr.4a). Zdvihové sily pôsobia po celej dĺžke konvexnej časti kábla a na rozdiel od polygonálne tvarovaných káblov sú schopné vyrovnáť účinky medziľahlých káblov aj v strede rozpätia. Z praxe vieme, že je veľký problém udržať parabolický tvar kábla najmä pri malom vzopätí. Štandardné rozpätia dodatočne predpätých dosiek sú podstatne väčšie a preto musíme vytvoriť dostatočne hustý systém podperných bodov aby sme formovali potrebný tvar kábla. V podperových pruhoch kde je predpätie koncentrované umiestňujeme spoločné vymedzovače výšky z mäkkej výstuže, zvyčajne vo forme zvaraných kozlíkov.

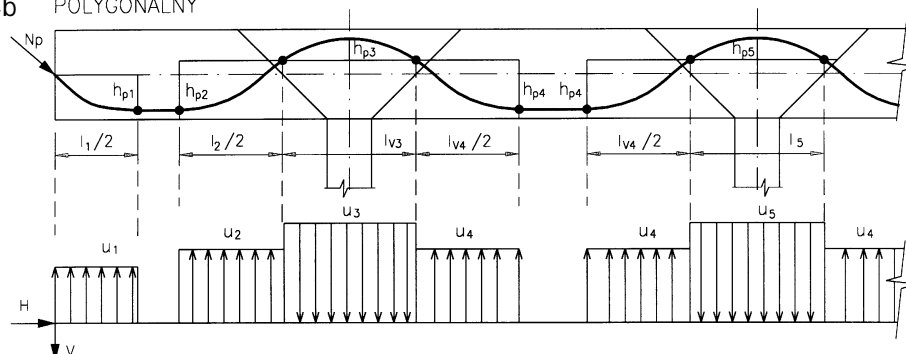
Druhým možným spôsobom vedenia predpätia je polygonálny tvar kábla (obr.4b), ktorý dokonca poskytuje možnosť vytvárať prirodzené tvary bez medziľahlého podopretia (obr.5), to sú prednosti, ktoré môžu podstatne ovplyvniť rozhodnutie statika pri voľbe koncepcie predpätia. Podľa [4] (pozri obr.5) ak uložíme lano MONOSTRAND $\varnothing 20$ mm v podopretí voľne, vytvorí sa prirodzená dĺžka zakriveného kábla podľa vzťahu $l_2 = 99,3 \cdot \sqrt[3]{e}$ [cm]. Teda napríklad pre výšku $e = 20$ cm bude: $l_2 = 2,70$ m a $2 \cdot l_2 = 5,40$ m.

Okrem zjednodušenia pri montáži polygonálny tvar kábla nám dáva možnosť zvyšovať ohybovú a šmykovú účinnosť predpätia v oblasti podopretia.

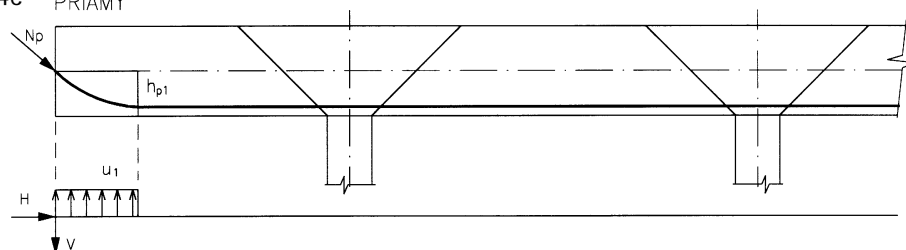
Obr.4a PARABOLICKÝ



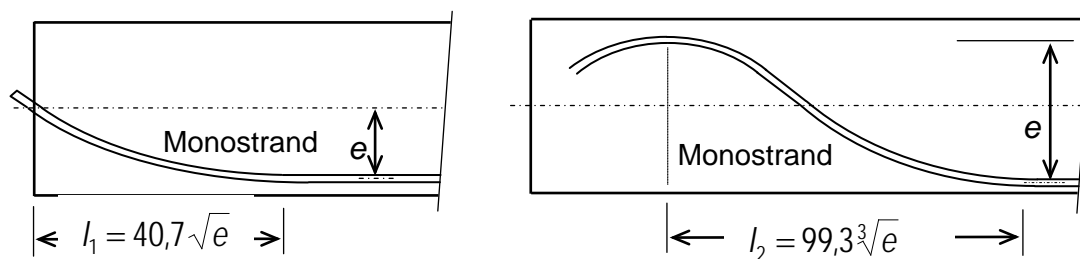
Obr.4b POLYGONÁLNY



Obr.4c PRIAMY



Obr.4 Typy geometrie káblov a ich zaťažovacie účinky na dosku



Obr.5 Prírodný tvar a dĺžka predpínaceho lana MONOSTRAND

2.2 Medzil'ahlé káble

Účinnosť medzil'ahlého predpätia treba overiť staticky vo vzťahu k podperovým káblom a celkovému konštrukčnému riešeniu stropnej dosky. Zdvihová účinnosť rozptýleného medzil'ahlého predpätia je v porovnaní s podperovým nízka a pre redukciiu kladných ohybových momentov v strede dosky málo efektívna a je tiež v rozpore s množstvom práce potrebnej na zabezpečenie projektovaného tvaru dráhy kábla, kde každý kábel musí byť podopretý individuálne.

Oveľa dôležitejšia je jeho funkcia doplniť a vyrovnať tlakové namáhanie dosky, ktoré sa jej dostane od kotvenia koncentrovaných podperových káblov. Tvar káblov medzil'ahlého predpätia preto nemusí byť parabolický, ale oveľa jednoduchší polygonálny a najlepšie priamy. Priame káble (pozri obr.4c), uložené na spodnej výstuži a zakrivené len v oblasti kotvenia sú ideálne aj z pohľadu minimalizácie strát predpätia z trenia lana pri jeho predpínaní.

3 Množstvo predpätia

Pri návrhu množstva predpätia vychádzame z požiadaviek a návrhových kritérií, ktoré determinovali rozhodnutie použiť predpätie v nosnej konštrukcii. V prípade doskových konštrukcií sú to obyčajne:

- zabezpečenie ohybovej tuhosti prvkov, pri udržaní minimálnej štíhlosti (všetky typy doskových konštrukcií),
- redukcia ohybového namáhania najmä v nadpodperovej oblasti lokálne podopretých a spojitých doskových konštrukcií,
- redukcia šmykového namáhania v podperovej oblasti, lokálne podopretých dosiek.

3.1 Ohybová tuhosť

Vo väčšine prípadov je rozhodujúcim kritériom návrhu hrúbky železobetónovej dosky kontrola priehybov. Je to dôsledok redukcie ohybovej tuhosti v dôsledku vzniku trhlin a ďalších pretvorení od časovo závislých javov – dotvarovania, príp. zmršťovania betónu. Tuhosť preto neovplyvňuje len hrúbka prvku a deformačne vlastnosti betónu (modul pružnosti), ale aj veľkosť zaťaženia, ktoré samozrejme rastie hrúbkou dosky. Pri väčších rozpätiach nad 9 m je ďalšie zväčšovanie hrúbky železobetónovej dosky len málo efektívna z hľadiska kontroly priehybu.

Účinky nesúdržného predpätia môžeme tiež považovať za zaťaženie, ktoré pri správnom geometrickom vedení znižuje ohybové namáhanie od gravitačných zaťažení a svojou tlakovou normálovou zložkou posúva hladinu momentu na medzi vzniku trhliny hore (na doske sa znižujú oblasti prestúpene trhlinami). Aj po vzniku trhlin je tuhosť prierezu s trhlinami vyššia ako tuhosť klasického železobetónového prierezu. Práve tieto dva efekty predpätia môžeme využiť pre dosiahnutie potrebnej tuhosti doskovej konštrukcie

Základným predpokladom dosiahnutia očakávaného efektu je umožnenie vnesenia normálovej zložky predpätia do dosky. Veľký problém môžu spôsobiť napr. s

výstužné steny monolitický spojené s doskou, ak je predpätie orientované v smere týchto stien. Okrem významnej straty tlakových normálových síl sa v ich blízkosti koncentrujú šmykové napätia, ktoré môžu byť príčinou neprijateľne veľkých trhlin. V tomto prípade je treba predpätie orientovať pokiaľ možno len v smere kolmo na výstužné steny, alebo dočasne uvoľniť väzbu medzi doskou a stenami.

Projektant si musí tiež uvedomiť že časť tlakovej normálovej sily sa vždy spotrebuje na pretvorenie zvislých nosných prvkov (stien, stĺpov), aj keď ich ohybová tuhosť v rovine kolmej na smer káblov býva obyčajne podstatne menšia ako osová tuhosť dosky. Z tohto pohľadu sú na predpínanie najvhodnejšie lokálne podopreté dosky.

Normálová zložka býva obyčajne rozhodujúcim účinkom predpätia napr. v prípade proste podopretých dosiek s veľkým rozpätím, ktoré sú nosné v jednom smere.

Z hľadiska predbežného návrhu hrúbky dosky sú zaujímavé doporučené pomery rozpätia ku hrúbke L/h . Pomery závisia od typu doskovej konštrukcie, zaťaženia a prísnosti návrhových kritérií.

V tab.1 sú uvedené doporučené pomery L/h pre dodatočne predpäté doskové konštrukcie podľa Post-Tensioning Institute [1].

Tab.1: Doporučené pomery rozpätie-hrúbka podľa PTI

| Typ doskovej konštrukcie | L_{max} | L/h |
|---|-----------|-------|
| Doska nosná v jednom smere | 12 m | 48 |
| Doska nosná vo dvoch smeroch na okrajoch podopretá prievlakmi | 20 m | 55 |
| Doska lokálne podopretá | 12 m | 45 |
| Doska lokálne podopretá s hlavicami min. rozmer $L/6$ | 14 m | 50 |
| Kazetová doska | 20 m | 35 |

V každom prípade ide o orientačné hodnoty, ktoré je potom potrebné overiť pri návrhu.

3.2 Ohybová únosnosť

Druhým kritériom pre návrh množstva predpätia môže byť požiadavka na redukciiu ohybových momentov v nadpodperovej oblasti spojitých a lokálne podopretých doskových konštrukcií. Momentovú účinnosť predpätia v tejto oblasti pri danej hrúbke dosky ovplyvňuje dĺžka konvexnej paraboly (účinnosť klesá s rastúcou dĺžkou) a počet predpínacích jednotiek v podperovom pruhu. Okrem ohybových momentov predpätie generuje aj tlakové normálové sily, ktoré tiež priaznivo ovplyvňujú ohybovú únosnosť prierezov

Zo skúsenosti vieme, že ak predpätie pokryje 60 až 100% vlastnej tiaže dosky to zvyčajne postačuje aj na udržanie priehybu a významne zlepšenie šmykovej únosnosti v podopretí dosky. Pre dosky zaťažené veľkým náhodilým občasným

zaťažením je možné navrhnuť predpätie pokrývajúce aj viac ako 100% vlastnej tiaže dosky, maximálne však do výšky celkového stáleho zaťaženia. Na tomto mieste je ale treba venovať pozornosť aj štádiu prepínania.

Nesúdržným predpätím môžeme minimalizovať množstvo súdržnej betonárskej výstuže, ktoré ale **nesmie** klesnúť pod hodnotu zodpovedajúcu minimálnemu stupňu vystuženia stanoveného pre železobetónové prierezy.

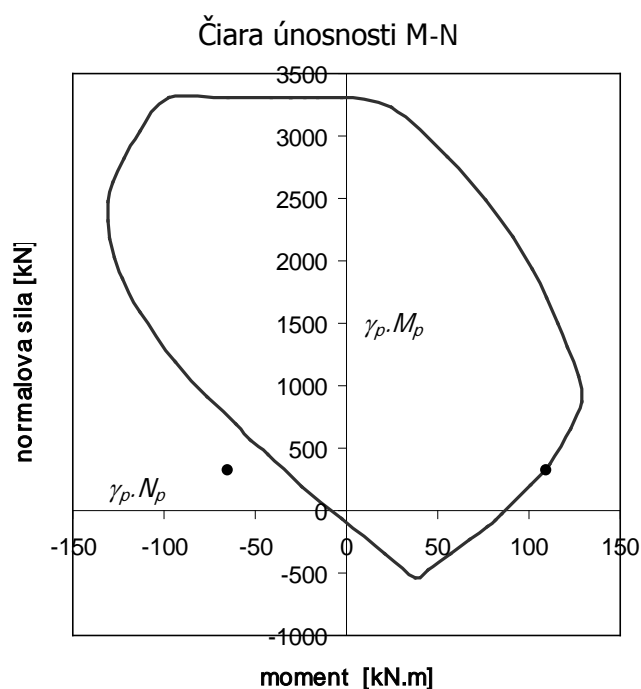
Betonársku výstuž navrhujeme na kombináciu prierezových síl (M_d, N_d), rovnako ako u klasického železobetónu.

kde: $M_d = M_{qd} - \gamma_p M_p$ a $N_d = \gamma_p N_p$

M_{qd} – ohybový moment od gravitačných zložiek zaťaženia,

M_p, N_p – ohybový moment a normálová sila od predpätia,

γ_p – parciálny súčiniteľ spoľahlivosti predpätia.



Vzhľadom na mieru pracnosti vyhotovovania dodatočne predpätých konštrukcií najväčšie úspory vznikajú pri racionalizácii vystužovania mäkkou betonárskou výstužou. Preto je vhodné už pri návrhu výstuže vytvoriť čo najjednoduchší systém vystužovania, ktorý umožní aj zhotovovanie prefabrikovanej (zváratej, resp. viazanej) výstuže. Ak sa s takto navrhnutou výstužou vyhotovia čiary únosnosti prierezov M-N je možné opätovné prehodnotiť množstvo predpätia.

Ako vidieť na čiare únosnosti M-N, pozri obr.6, predpätie okrem redukcie ohybových účinkov vonkajšieho zaťaženia normálovou zložkou dvíha únosnosť prierezu.

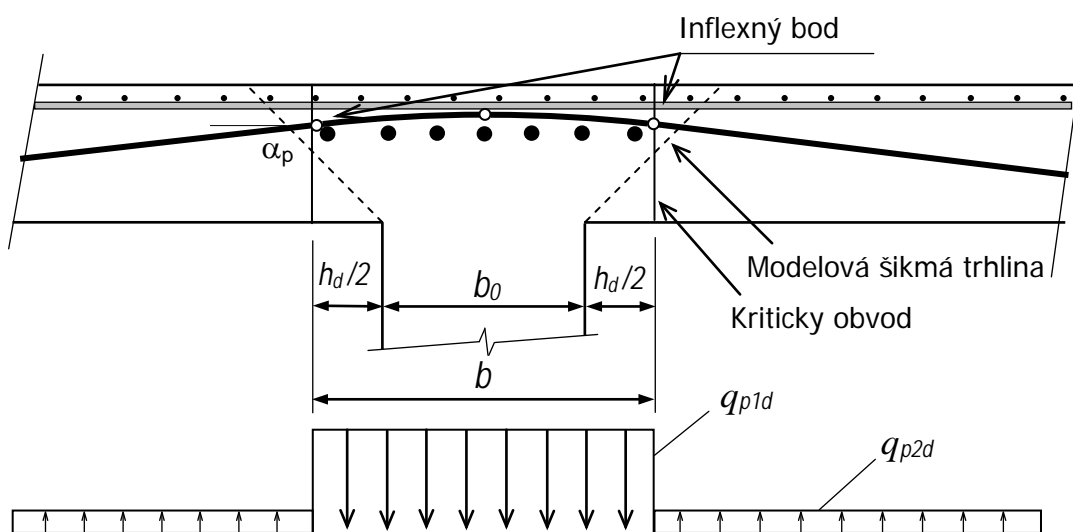
Je na projektantovi ako efektívne využije túto „inteligentnú“ schopnosť predpätia, do akej miery sa bude ísť a aký bude výrobný - ekonomický tlak dodávateľa a investora.

3.3 Pretlačenie

Tretím, nie rozhodujúcim, návrhovým kritériom pre stanovenie množstva predpätia v konštrukcií lokálne podperetých dosiek je zabezpečenie spoľahlivého prenosu šmykových síl v oblasti podopretia.

Geometria káblov a šírka podperového pruhu v oblasti podopretia je jednoznačne determinovaná charakterom porušenia, ktoré sa odráža aj v modeloch pre overenie šmykovej únosnosti v pretlačení.

Z hľadiska pretlačenia sa priaznivé účinky predpätia prejavujú dvomi spôsobmi. Tlakové normálové napätia σ_{bd} zvyšujú šmykovú únosnosť betónovej časti prierezu v pretlačení q_{bu} .



Obr.7 Usporiadanie predpínacej výstuže v nadpodperovej oblasti

Druhú časť priaznivého účinku, predstavuje zvislá zložka predpínacej sily Q_{pd} v mieste myslenej šmykovej trhliny, o ktorú sa znižuje šmykové namáhanie dosky v mieste kritického obvodu.

$$Q_{pd} = \gamma_p (2n_{p(x)} P_{t(x)} \sin \alpha_{p(x)} + 2n_{p(y)} P_{t(y)} \sin \alpha_{p(y)}) \quad (3)$$

$$q_{d,max} = (Q_d - Q_{pd}) / u_{cr} \quad (4)$$

kde:

n_p – počet predpínacích jednotiek v uvažovanom smere,

P_t – veľkosť predpínacej sily v lane v čase t ,

α_p – uhol, ktorý zvierajú kábel so strednicou dosky v mieste uvažovanej šmykovej trhliny,

Q_d – priečna sila od gravitačných zložiek zaťaženia vztiahnutá na kritický obvod,

u_{cr} – dĺžka kritického obvodu.

Počet predpínacích jednotiek v nadpodperovej oblasti môžeme určiť aj z požiadavky aby $q_{bu} \geq q_{d,max}$ čo znamená, že do tejto oblasti nie je potrebné

navrhovať šmykovú výstuž, ktorá môže zvýšiť prácnosť vystužovania, ale tiež môže byť príčinou nekvalitného zhutnenia betónu (zhluky výstuže).

Pri vyššej hladine šmykového namáhania môže byť použitie predpínacej výstuže jedinou cestou ako dosiahnuť splnenie podmienky šmykovej únosnosti danej

$$\text{vzt'ahom: } 2q_{bu} \geq (q_{bu} + q_{su}) \geq q_{d,max}. \quad (5)$$

Predpínacie jednotky, ktoré prechádzajú spojito od podpory do podpory v rámci stĺpového pruhu, ktorého šírka je vymedzená pozdĺžnou výstužou stĺpov môžeme súčasne považovať za výstuž proti ret'azovému zrúteniu.

4 Príklady použitia technológie Monostrand.

Od roku 1992 bolo na Slovensku realizovaných viacero dodatočne predpätých konštrukcií s nesúdržnou výstužou Monostrand. Firma PROJSTAR PK s.r.o. sa podieľala projekčne a dodateľsky pri nasledovných konštrukciách.:

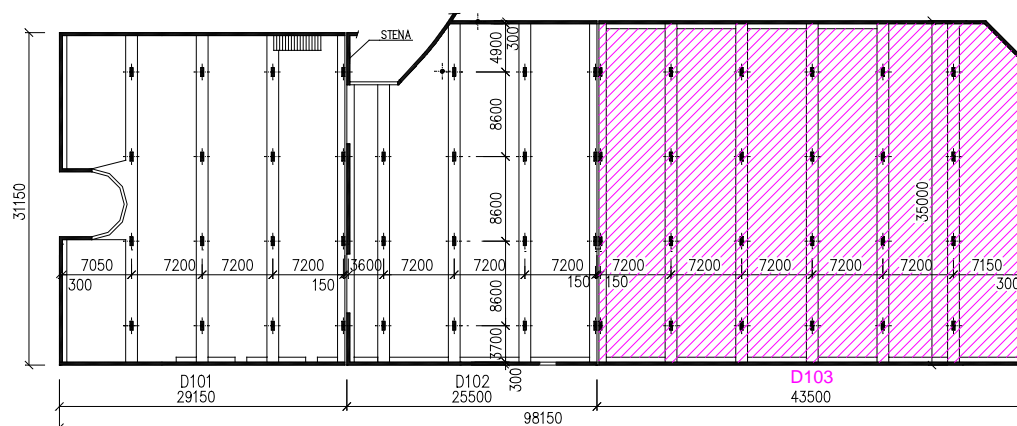
1. Parkovacie dosky garáži DDR Petržalka 1992, 1999
2. Základové dosky a stropná doska parkoviska OS Gánok Pezinok 1993-94
3. Stropné dosky garáži G-601,603,605, Prievoz, Bratislava 1993-94
4. Stropná doska kolumbária a strešná doska RK kostola Dlhé diely, Bratislava 1993-94
5. Dodatočne predpäté dosky viacúrovňového parkoviska Nemocnice s poliklinikou v Petržalke, Bratislava 1996
6. Stropné dosky 1, 3, 4. podlažia a premost'ujúci rošt nad 4. podlažím PFC Kaštielska, 1996-97
7. Stropné dosky budovy ČSOB na námestí SNP v Bratislave, 1996
8. Stropné dosky PDF námestie Slobody, Bratislava 2001
9. Stropná doska EBF Machnáč, Bratislava 1998
10. Stropné dosky, dodávka predpínacieho materiálu a predpínacích prác, obytný dom Slavín, Bratislava 1999
11. Stropné dosky PFC Petržalka, 2000 – 2001. Dodávka predpínacieho materiálu a predpínacích prác.

4.1 Parkovacie dosky garáží DDR neskôr HDR Petržalka

Ide o prvú realizáciu dodatočne predpätých stropných dosiek s použitím technológie Monostrand na Slovensku. Pre uplatnenie tejto technológie boli v r. 1992 vytvorené skoro ideálne podmienky.

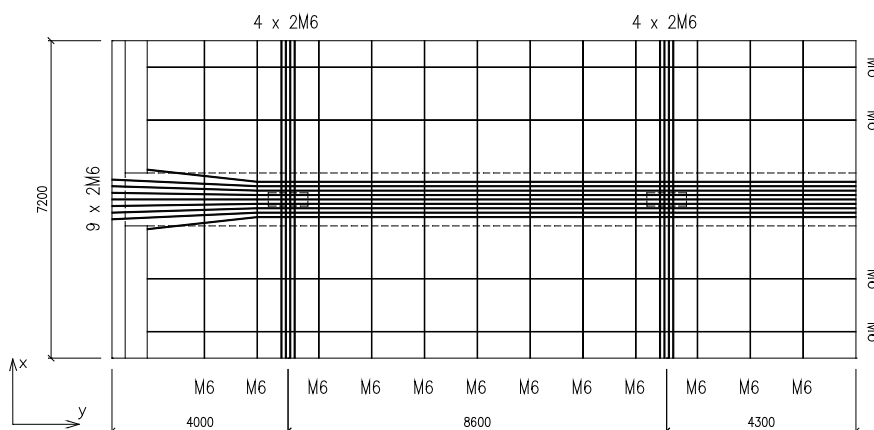
- max. zaťaženie stropov 16kN/m^2
- rozpätie $7,2 \times (3,7 + 3 \times 8,6 + 4,9)$ m
- obmedzenie konštrukčnej výšky vysokou hladinou podzemnej vody
- zimné obdobie výstavby (injektáž problémová)

Na obr.6 ja vykreslený tvar dosky D103, ktorá bola vybudovaná ako prvá v r.1992. Doska má pôdorysné rozmery $43,5 \times 35$ m.



Obr.8 Tvar dosky D103 garáže DDR

Doska má hrúbku 220 mm a v smere väčšieho rozpätia ja vystužená trámom šírky 1200 mm a výšky 300 mm. Predpätie dosky je sústredené v podperových pásoch. V trámovom páse 18 parabolických predpínacích lán typu MONOSTRAND \varnothing 15,5 mm, ktoré nad podperou vykrývajú viac ako 60% ohybového momentu od maximálneho zaťaženia. V druhom smere je podperový prierez vystužený 8 parabolickými lanami MONOSTRAND. Zvyšné predpätie v medzipodperovom pruhu je rozptýlené s maximálnymi vzdialenosťami lán 1200 mm.



Obr.9 Usporiadanie predpätia v doske D103 garáže DDR

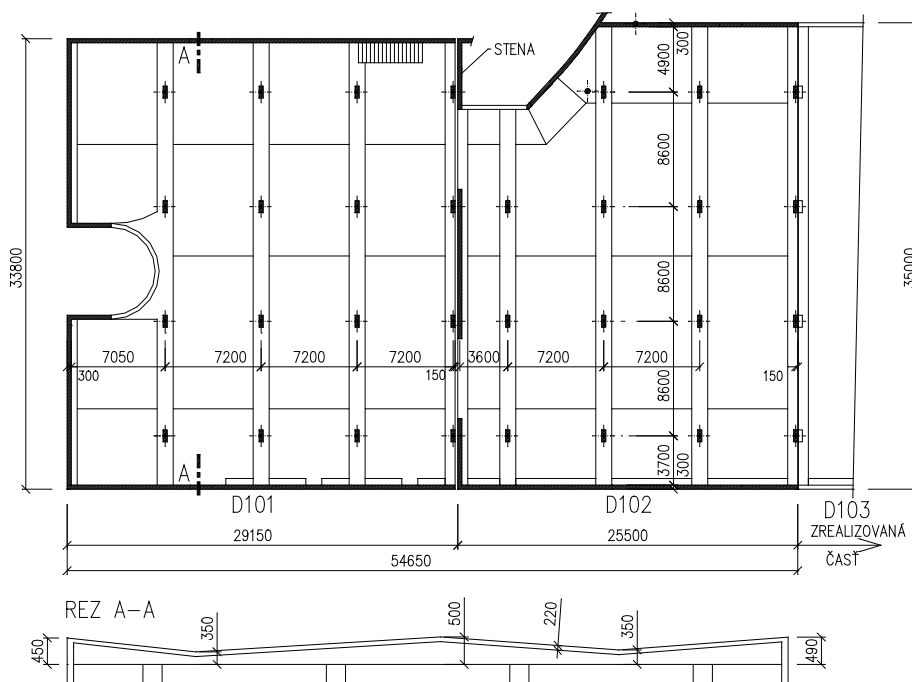
V roku 1999 boli dobudované ostávajúce dva dilatačné celky, dosky D101 a D102. Projektant a dodavateľ predpätia PROJSTAR PK s.r.o. upravil pôvodný projekt tak aby došlo k výraznému zníženiu nákladov na výstavbu. Po dohode s investorom bola prijatá koncepcia dosiek s priečnym spádom, ktorá sa nakoniec úspešne realizovala. Základné údaje o doskách D101 a D102 sú na obr.7. Dosky sú opäť navrhnuté ako ortotropné konštrukcie. Zosilnenie podperného prvku v smere väčšieho rozpätia je riešené trámom s premennou výškou, pričom je zachovaná rovnaká svetlosť podzemných garáží ako pri doske D103. Horná hrana trámu kopíruje čiaru hydroizolácie. V najnižšom bode je trám vysoký 350 mm, v najvyššom 500 mm. Doska má konštantnú hrúbku 220 mm. Vzhľadom na spádový tvar dosky je koncepcia predpätia veľmi jednoduchá. V trámovom páse

(smer y) má predpínacia výstuž polygonálny tvar. V smere x bolo navrhnuté predpätie jednanovými priamymi predpínacími jednotkami, ktoré sa ukladali priamo na spodnú výstuž dosky. Na okraji dosky sú laná kotvené v jej ťažisku.

Tab.2: Porovnanie spotreby materiálov

| Návrh | Mäkká výstuž (kg/m ²) | Predpínací a výstuž (kg/m ²) | Betón (m ³ /m ²) | Poznámka |
|--------------|-----------------------------------|--|---|------------------------------------|
| 1. z r. 1992 | 14,7 | 6,7 | 0,234 | konštantná doska |
| 3. z r. 1999 | 16 | 2,7 | 0,254 | spádová doska bez spádového betónu |

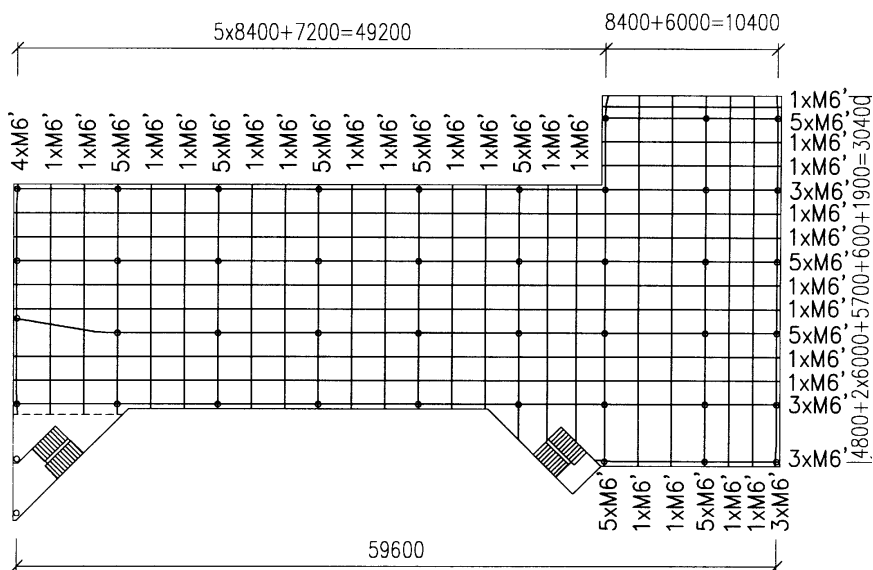
Niektoré ukazovateľe, podľa ktorých možno hodnotiť efektívnosť úspešného návrhu, sú uvedené v tab.1.



Obr.9 Tvar dosiek D101 a D102 garáže DDR

4.2 Viacúrovňové parkovisko Nemocnice s poliklinikou v Petržalke

V roku 1996 PROJSTAR PK s.r.o. naprojektovala a realizoval tri dodatočne predpäté parkovacie dosky v areáli Nemocnice s poliklinikou v Petržalke. Základná modulová sieť podopretia dosiek je 8,4 m. Hrúbka všetkých troch dosiek je konštantná 0,22 m. Priemer stĺpov je jednotný Ø300 mm. Stĺpy sú z ovynutého betónu. Vodorovné účinky sú zachytené obvodovými stenami (dosky D1, D3) a schodiskovými stenami (doska D2). Na obr. 9 je schematicky znázornený pôdorys všetkých troch dosiek D1, D2 a D3. Dosky sú z betónu B30.



Obr.10 Doska D3 – Schéma vedenia káblov

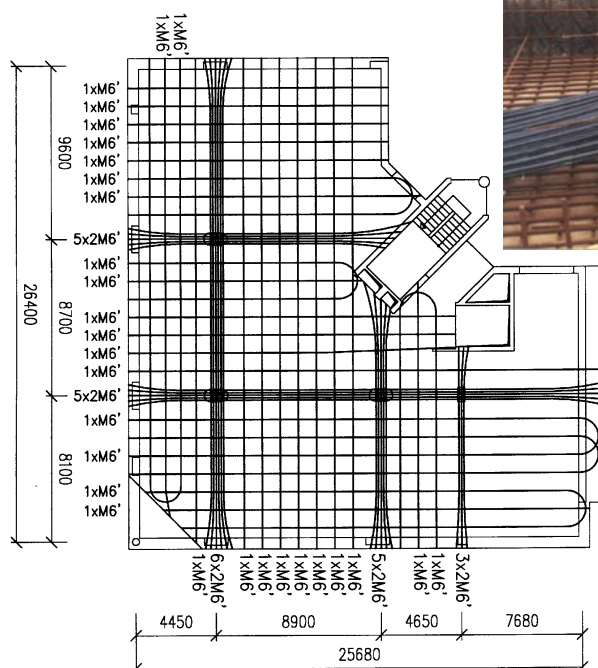
Systém pôdorysného usporiadania káblov dosky D3 je na obr.10. V časti, kde sa stretáva doska s už vybudovanou časťou objektu, boli použité pasívne kotvy so špeciálnymi tlakovými kotevnými čel'ust'ami nalisovanými silou 250kN do jedno- a dvojlanových kotiev PROJSTAR CH. Vzhľadom na postup výstavby boli ako prvé po 7 dňoch od betonáže napínané predpínacie káble v dlhšom smere dosky. Toto pedpätie umožnilo okamžité oddebenie dosky a použitie debnenia pre dosku D2. Kvôli redukcii priehybu mladého betónu boli v mimopodperových pruhoch ponechané štyri stojky DOKA. Priečne laná boli napínané až po dosiahnutí 28-dňovej pevnosti betónu. Nesúdržné predpínacie laná MONOSTRAND $\text{Ø}15,5$ mm/1800 MPa sú kotvené v kompaktných kotvách Projstar CH-1, CH-2. Dolná výstuž dosiek je zostavená z neštandardných typov zváraných sietí. V dlhšom smere je výstuž hustoty $5\text{Ø}8/\text{m}$, resp. $6,6\text{Ø}8/\text{m}$. Priečne prúty sú vzdialené 1,4 m a slúžia len na zabezpečenie polohy hlavných prútov. siete sa ukladali vedľa seba bez presahov. Použitím rovnakých typov sietí v druhom smere boli minimalizované počty presahov sietí. Tento systém vystužovania spája prednosti zváraných sietí (veľká rýchlosť, nízka prácnosť na stavbe) s ekonomickosťou (minimálne straty ocele vyplývajúce z presahov sietí)

V r. 1998 v rámci súťaže „Najlepšia konštrukcia z predpätého betónu za rok 1994 – 98“ získala táto realizácia 1. cenu SNK FIP v kategórii konštrukcie.

4.3 Polyfunkčne centrum Kaštielská

V roku 1996 začala výstavba PFC Kaštielská. Objekt ma 11 nadzemných a 1 podzemné podlažie. Stropy prvého, tretieho a štvrtého podlažia sú navrhnuté z predpätého betónu B30 konštantnej hrúbky 250 mm. Doska ma v niektorých častiach rozpätie až 13,5 m. Dosky sú predpäté lanami MONOSTRAND $\text{Ø}15,5$ mm/1800 MPa kotvenými kompaktnými kotvami Projstar CH-1 a CH-2. Počet káblov je zrejmi z obr.1

Pri výrobe bol použitý debniaci systém DOKA. Stropné konštrukcie boli betónované bez prerušenia. Po 7-10 dňoch boli káble napnuté na 50% čo umožnilo konštrukciu oddebnit' a debnenie použiť pre ďalšie podlažie.



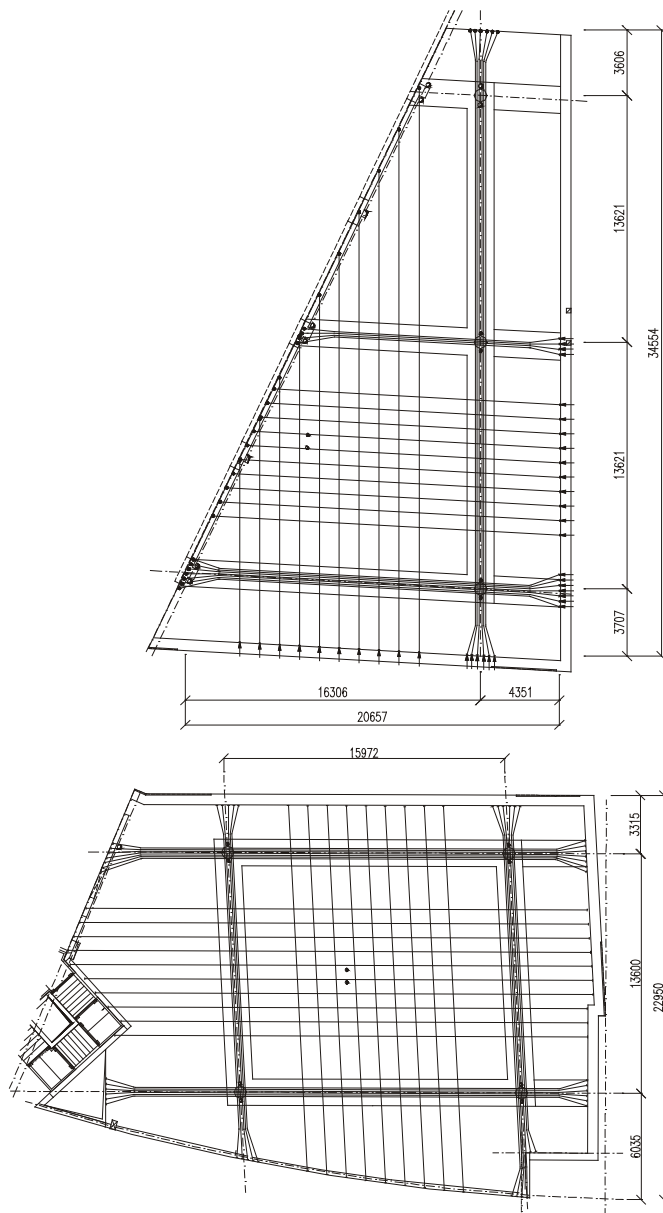
Obr.10 Schéma vedenia káblov v doske 4.NP Obr.11 Schéma vedenia káblov technické podlažie

Zmena zvislého systému medzi 4. a 5. nadzemným podlažím bola riešená premost'ujúcim dosko - trámovým systémom (roštom) pozri obr. Aby sa minimalizovala jeho výška 1,05 m a horná doska 0,25 m rošt bol predopnutý. Predpätie bolo vedené v najmä trámoch.

Rošt bol betónovaný na dve etapy. V prvej sa vybetonovali len trámy. Po doplnení debnenia sa dobetonovala doska. Predpínanie lán typu Monostrand bolo rozdelené na tri etapy. V prvej etape po dosiahnutí 80% tlakovej pevnosti betónu boli predopnuté všetky lana v doske a 30% lán v trámoch. Ďalšie dve etapy sa realizovali po dokončení dvoch resp. štyroch bytových podlaží.

4.4 Polyfunkčne centrum Petržalka

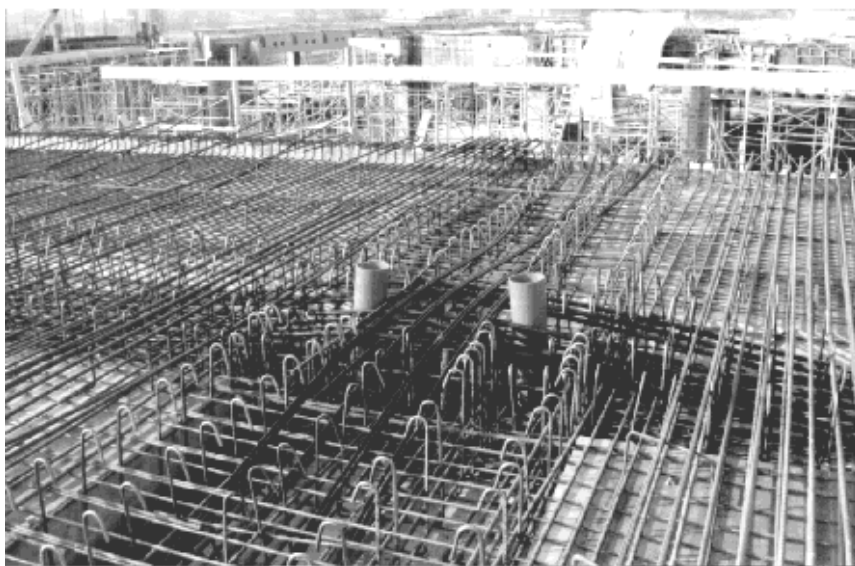
V roku 2001 bol dokončený objekt PFC „Aupark“ v Petržalke, ktorého súčasťou sú štyri dodatočne predpäté stropné dosky podopreté kruhovými stĺpmi priemeru 70 cm s rastrom v priečnom smere 16,0 m a pozdĺžnom smere 13,5 m. Hrúbka dosky bola navrhnutá 300 mm. V podperových pruhoch bola stužená trámami výšky 600 mm na šírke 1500 mm čím sa dosiahlo podstatné zvýšenie účinnosti podperových káblov.



Dosky boli predopnuté stabilizovanými lanami ϕ 15,5 mm/1800 MPa typu Monostrand kotvené kompaktnými kotvami Projstar CH-1 a CH-2. Počet lán v podperovom pruhu v priečnom smere bol 12 ks a v pozdĺžnom smere 6 ks. Okrem toho boli použité aj medziľahlé káble s osovou vzdialenosťou 1,5 m. Betonársku výstuž tvorili prúty

Doska bola dimenzovaná na úžitkové zaťaženie 5 kN/m^2 a ostatné stále zaťaženie..... kN/m^2 .

Autorom statického návrhu je Ing.Rojko, L a dodávateľ predpätia fy. Projstar P.K.



Obr.13 Usporiadanie predpínacej výstuže v oblasti podopretia

Literatúra

- [1] Post-tensioning in buildings. VSL reports series 4.1, April 1992
- [2] Chandoga, M., Halvoník, J., Paštrnák, M., Prvé aplikácie technológie MONOSTRAND na Slovensku. Inžinierske stavby 2-3, 1994, roč. 42
- [3] Chandoga, M., Halvoník, J.: Príklady použitia technológie MONOSTRAND v pozemných konštrukciách. Inžinierske stavby 1-2, 1998, roč. 46
- [4] Wicke, M., Maier, K.: Free tendon layout. Prestressed concrete in Austria 1994-98. Národná správa pre XIII FIP Congress 1998, Amsterdam
- [5] Chandoga, M., Repák, M. : Dodatočne predpätá priečne spádovaná doska – Podzemné garáže Petržalka. Inžinierske stavby 8-9, 1999, roč. 47
- [6] Chandoga, M., Čerňanský, L. : Dodatočne predpäté stropné dosky PFD, nám. Slobody 11, Bratislava. Projekt predpätia, Projstar PK s.r.o. XII/2000.
- [7] Rojko, L.: Návrh stropných dosiek veľkých rozpätí s využitím nesúdržného predpätia. Aplikácia v polyfunkčnom centre Petržalka, Zborník z konferencie „Monolitické a montované nosné konštrukcie stropov a striech“, SvF STU

Bratislava, 2001

Doc. Ing. Milan Chandoga, Ph.D

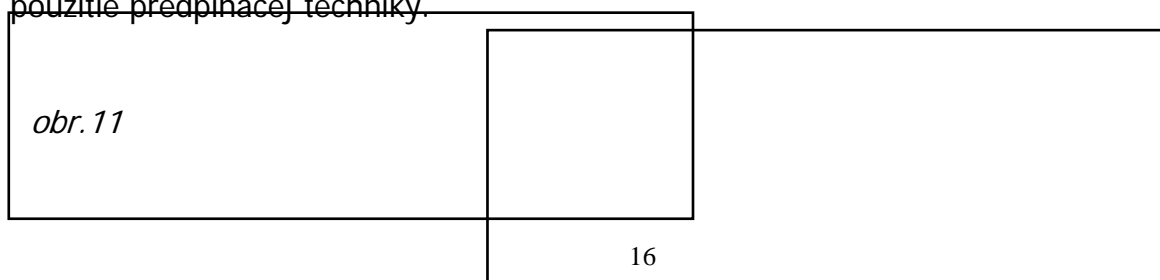
Projstar P.K.
Nad Dunajom 50
842 04 Bratislava
++421-2-

Doc. Ing. Jaroslav Halvonik, Ph.D

Stavebná fakulta STU Bratislava
Radlinského 13
813 68 Bratislava
++421-2-59274554
halvonik@svf.stuba.sk

1. Príklad - Dodatočne predpäté stropné dosky PFD nám. Slobody, Bratislava [6]

Objekt je toho času vo výstavbe. Z konštrukčného hľadiska ide o veľmi jednoduché dosky a rozsahom malú realizáciu technológie MONOSTRAND. Na obr.11 je vykreslená stropná doska nad suterénom a na obr.12 typická doska nadzemných podlaží. V oboch prípadoch je predpätie navrhnuté hlavne na obmedzenie maximálneho priehybu dosky. Samozrejme predpätie významne redukuje množstvo mäkkej výstuže potrebnej na pokrytie ohybových účinkov a veľkosť šmykových síl v podopretí na stíloch. Veľmi zaujímavé riešenie aktívneho kotvenia je pri kábloch 1 až 4 obr.11. Pretože sú konce káblov neprístupné, je vždy jeden koniec kábla vykotvený v kapse, ktorá umožňuje použitie predpinacej techniky.



obr. 12

V tab.2 sú doporučené pomery L/h podľa VSL Int.Ltd Švajčiarsko

Tab.2: Doporučené pomery rozpätie-hrúbka podľa VSL

| Typ doskovej konštrukcie | L_{max} | L/h |
|---|-----------|---------|
| Doska nosná vo dvoch smeroch na okrajoch podopretá prievlakmi | 20 m | 40 - 48 |
| Lokálne podopretá doska | 12 m | 40 - 48 |
| Lokálne podopretá doska s hlavicami | 14 m | 50 - 58 |
| Kazetová doska | 20 m | 18 - 28 |

